

行政院國家科學委員會專題研究計畫成果報告
地震衍生之邊坡破壞行為及防治對策研究(II)—
子計畫五：土釘加勁邊坡之耐震行為研究

Resistant Behavior of Nailed Soil Slopes under Seismic Conditions

計畫編號：NSC 90-2211-E-032-027

執行期限：90 年 8 月 1 日至 91 年 7 月 31 日

主持人：洪勇善 淡江大學土木工程學系

共同主持人：陳榮河 台灣大學土木工程學系

計畫參與人員：陳建仁 台灣大學土木工程學研究所

李宗穎 淡江大學土木工程學研究所

一、中文摘要

本文旨在探討土釘應用在極陡坡加勁時於強震作用下之行為，研究方法採用縮尺模型於振動台進行動態試驗，並以 921 地震之地表加速度做為試驗輸入的依據。一系列的試驗顯示土釘應用於極陡坡加勁時，可顯著地提高邊坡之耐震能力，且地震作用下之破壞面呈近似雙直線。此外，強震下增加土釘長度明顯地可提高邊坡之抗震能力；而不同土釘傾角(0°~30°)對於耐震能力則差異不大，且試驗發現地震之作用頻率也是影響土釘加勁邊坡行為之重要因素。

關鍵詞：土釘、邊坡、地震、振動台試驗、破壞面

Abstract

To assess the behavior and stability of steep nailed slopes during strong earthquakes, a series of shaking table model tests were performed using the acceleration history on the 1999 Chi-Chi earthquake. The experimental results revealed soil nailing was effective for increasing the seismic stability of steep slopes. If the acceleration amplitude of the shaking was large enough, large displacements eventually caused an approximately bilinear failure surface. Test results showed that an increasing the nail length resulted an increasing stability of the nailed slopes. However, the resistant capacity under earthquake was not obvious

difference for various nail inclinations in this test.

Keywords: soil nailing, slope, earthquake, shaking table test, failure surface.

二、緣由與目的

土釘加勁工法之應用及研究，起源於法、德等歐洲國家，並於 1980 年代迅速地推廣至北美地區，早期土釘工法相關研究均著重於加勁機制之探討，或提出土釘結構物之靜態設計方法。關於土釘結構物動態設計方法，目前仍多沿用加勁土壤結構之設計觀念；然而，土釘加勁是否如同傳統加勁結構物具有良好之耐震性，則為本研究之重點。

本文主要目的為探討土釘應用於極陡坡加勁時之耐震特性，並瞭解土釘加勁邊坡受到動態作用時之力學行為及破壞機制，做為研擬耐震設計之參考依據。研究方法係採用模型邊坡於振動台進行一系列單軸向振動試驗，探討因素有：土釘傾角、土釘長度、邊坡坡度及地震頻率等對土釘加勁邊坡耐震行為之影響。

三、振動台模型試驗

3-1 模型砂箱試驗設備

模型砂箱尺寸為長 1.1m、內寬 0.345m、高 1m，兩側為 12mm 厚之強化玻璃，可作為觀測土體變形之用。相關試驗設備細節及試體準備方式請參考陳建仁 (2002)。

3-2 模型材料之基本性質

本研究採用越南金蘭灣砂砂做為模型試驗之地質材料，砂土顆粒為次稜角狀，平均粒徑 $D_{50}=0.31\text{mm}$ ，均勻係數 $C_u=1.68$ ，曲率係數 $C_c=1.11$ ，根據統一土壤分類為級配不良之砂(SP)。砂土比重 $G_s=2.64$ ，最大乾密度 16.3kN/m^3 ，最小乾密度 13.8kN/m^3 。砂土靜動態力學性質可參考陳榮河等人(2001)。

經由模型相似性分析(洪勇善等人, 2002)及模型材料之抗拉試驗，選定外徑 8mm 內徑 5mm 之 PMMA 空心圓管作為模型土釘之材料，其中彈性模數 3.27GPa，抗張強度 58.8MPa。另於土釘表面粘砂使增加模型土釘表面之粗糙度，且於 PMMA 空心圓管表面上，每間隔 10cm 粘貼應變計，以量測振動過程中土釘各部位之應變量，以進一步轉換成土釘軸力。如此做成之模型土釘於覆土應力 3.5kPa 時進行拉出試驗，獲得尖峰摩擦剪應力為 6.28kPa。

土釘加勁之邊坡坡面，必須藉由噴凝土面維持土釘之間土壤的局部穩定；此噴凝土面在模型中採用 PMMA 材料為面版，長 710mm，寬 350mm，厚 3mm。

3-3 試驗輸入地震波型態

本研究以 921 集集地震為例，選定距離暨南大學約 6 公里的南光國小測站(TCU074)，於地震發生時所量測到之東西向水平加速度地震資料，做為振動台單軸向振動試驗的輸入地震力。加速度歷時曲線見圖 1，尖峰加速度值為 577gal。並將地震資料轉換至頻率域，由加速度富氏譜可知原始地震波顯著頻率為 1.07Hz，如圖 2。

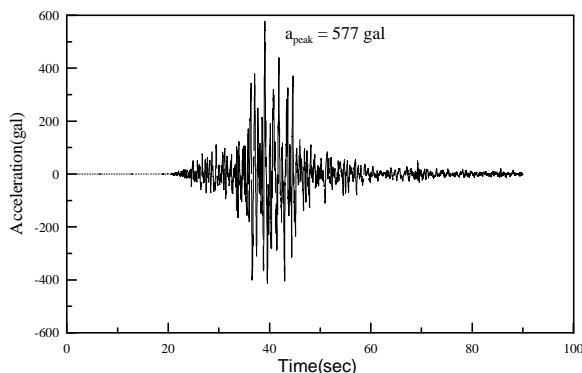


圖 1 集集地震 TCU074 測站東西向加速度歷時曲線

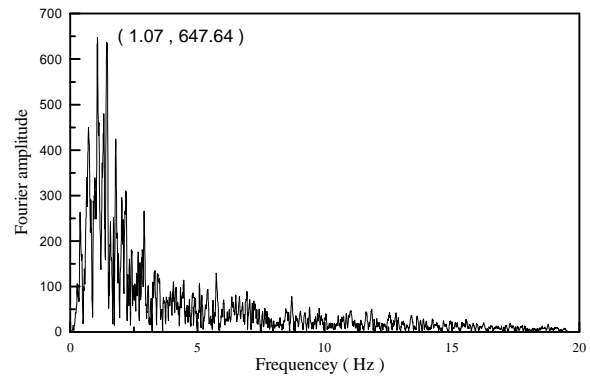


圖 2 集集地震 TCU074 測站東西向加速度富氏譜

四、模型試驗結果與分析

根據洪勇善等人(2002)之模型相似分析，共規劃 6 組振動台模型試驗，如表 1；模型土釘分 5 階埋設，垂直間距 0.14m、水平間距 0.115m。表中第 1 組試驗為本研究之基本對照組，該模型試體邊坡高度 0.7m、坡度 80°，土釘埋設長度 0.4m，埋設角度與水平夾角 0°。圖 3 為試驗時量測儀器之配置情形。

表 1 振動台模型試驗內容及滑動面傾角

No.	Slope angle (°)	Nail length (m)	Nail Inclination (°)	Amplification factor	Input peak acceleration (gal)	γ_R (°)	γ_B (°)
1	80	0.4	0	5	85, 194, 437, 587, 724, 893, 968	23	46
2	80	0.4	15	5	113, 229, 409, 652, 827	21	47
3	80	0.4	30	5	282, 509, 802, 884, 965	15	40
4	80	0.5	0	5	95, 184, 429, 575, 846, 974, 978, 1141	20	42
5	80	0.4	0	3.5	116, 233, 455, 640, 790	32	43
6	90	0.4	0	5	96, 217, 465, 633	37	51

4-1 振動平台加速度歷時曲線

為符合動態系統之相似性分析，模型系統輸入之地震波頻率須為真實地震波頻率之 5 倍，而本研究係將真實地震波延時壓縮 5 倍，以達到地震波頻率放大的效果。

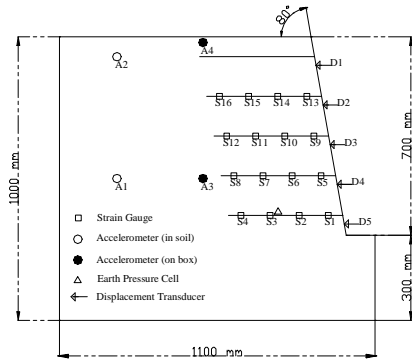


圖 3 第 1 組模型試驗配置

圖 4 為第一組試驗所進行的 7 個階段振動下，振動平台之加速度歷時曲線，在第 1 階段振動進行時，振動平台所量測到之尖峰加速度值為 85gal。每組試驗均進行多階段振動，直到模型試體產生滑動面為止。

4-2 坡面變形行為

圖 5 為各組模型試驗於不同階段振動下累積之坡面側向變形量。

4-2.1 尖峰加速度之影響

由振動台試驗之結果觀察，各階段採用之尖峰加速度，對單一階段坡面之變形

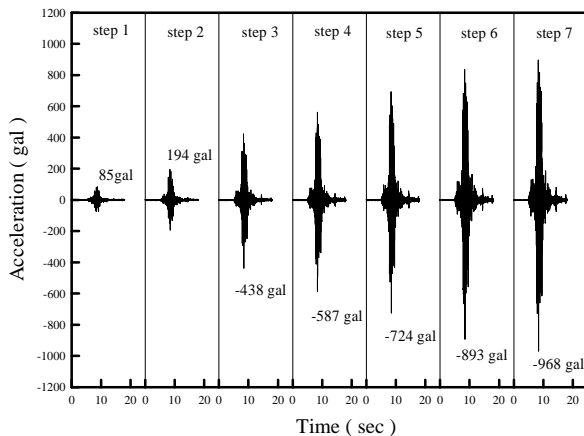
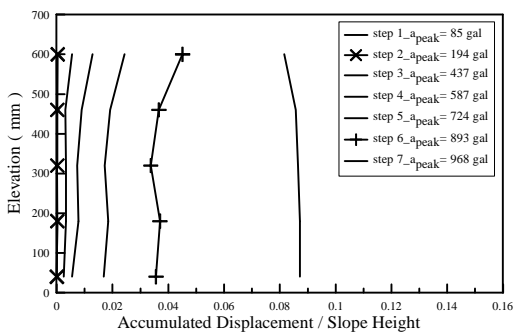
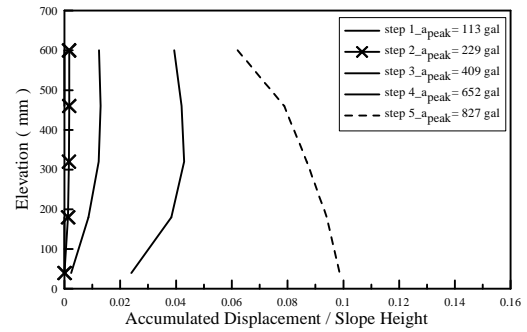


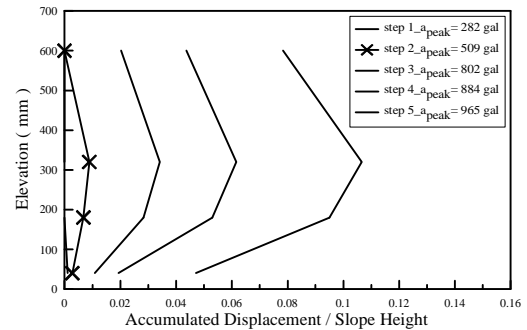
圖 4 第 1 組試驗之加速度歷時曲線



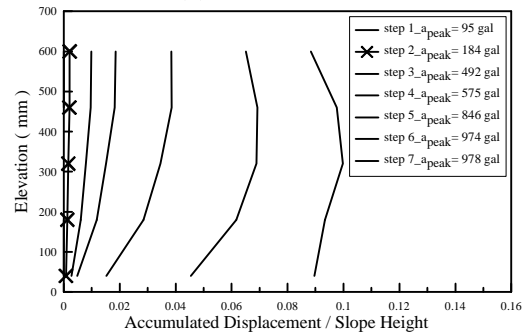
(a) 第 1 組試驗



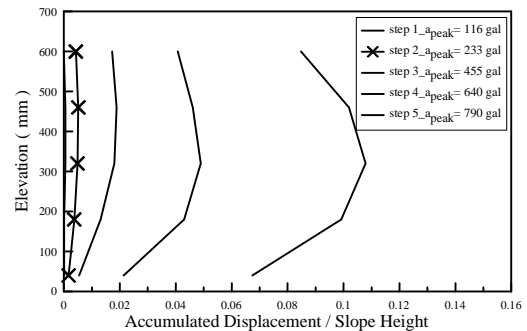
(b) 第 2 組試驗 (第 5 階段振動時發生漏砂)



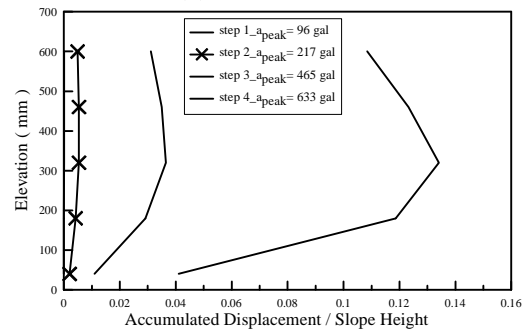
(c) 第 3 組試驗



(d) 第 4 組試驗



(e) 第 5 組試驗



(f) 第 6 組試驗

圖 5 坡面之累積側向變形

量具有顯著影響，兩者之間的關係可以一指數函數表示，如圖 6。同時，若考量坡面之側向變形，可將邊坡之變形趨勢概分為三個階段：

1. 穩定階段：當輸入尖峰加速度小於 300gal 時，不同配置條件下，坡面側向變形量均少於坡高之 0.5%。亦即，土釘加勁在微震作用下，可有效抑制邊坡之變形。
2. 耐震階段：輸入尖峰加速度超過 300gal 後，土釘邊坡進入耐震階段，坡面開始產生較明顯之變形，而本文將圖上兩端直線段交點，所對應之尖峰加速度，視為此階段之終點及土釘邊坡可承受之地震力。
3. 瀕臨破壞階段：當輸入尖峰加速度超過各邊坡可承受之地震力時，每次振動均造成坡面大量變形。試驗結果顯示，在此階段之強震作用下，邊坡已進入瀕臨破壞之狀態，並發展出明顯之滑動面，但邊坡不致於產生立即之潰散，足見土釘結構物具有耐震延展之特性。

4-2.2 土釘傾角之影響

圖 7 顯示第 1~3 組模型試驗中，當輸入尖峰加速度達到 900gal 左右時，坡面向外滑移或旋轉之趨勢，在模型試體瀕臨破壞之階段，雖然變形趨勢並不一致，但整體坡面之平均累積側向變形量介於坡高之 8.2~8.6%，意謂著模型試體於振動作用下整體穩定性與土釘埋設角度之間的關係並不明顯。

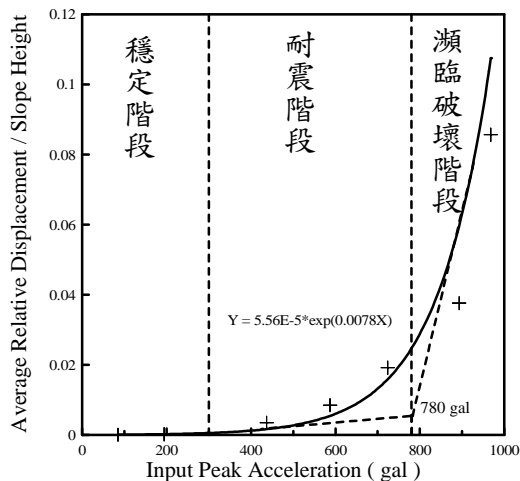


圖 6 坡面之相對變形與尖峰加速度的關係

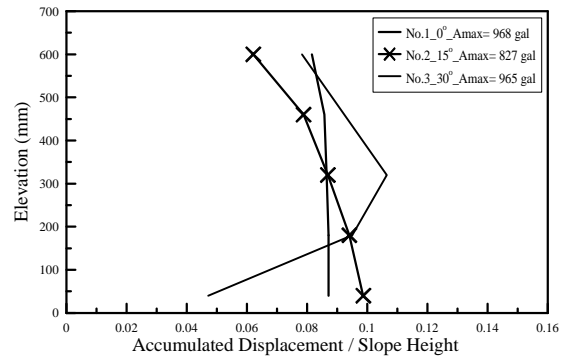


圖 7 不同土釘傾角之坡面變形趨勢

4-2.3 土釘長度之影響

本研究第 1、4 組模型試驗中，採用土釘長度為 0.4m 及 0.5m，埋設長度與模型坡高的比值分別為 0.57 及 0.71，加勁長度落於工程實務經常選用之範圍內(土釘長度/坡高 = 0.5 ~ 1.0)。為釐清土釘埋設長度之影響，考慮以單一階段振動所造成之側向變形量來探討其影響。圖 8 顯示第 1、4 組模型試驗中，單一階段振動前後之相對側向變形量，當輸入尖峰加速度值接近 580gal 時，兩組模型試體具有良好之穩定性，平均相對側向變形量均未超過坡高之 1%，增加土釘長度之效果並不顯著；當輸入尖峰加速度值接近 970gal 時，土釘長度為 0.5m 之坡面最大相對側向變形量約坡高之 3.1%，而土釘長度為 0.4m 之坡面最大相對側向變形量約坡高之 5.2%，意謂著增加土釘埋設長度之效果，必須在強烈振動之下才能有效發揮。

4-2.4 振動頻率之影響

模型試驗第 1 和第 5 組，係選擇同一筆地震資料作為基準，採用之頻率放大因子分別為 5 倍及 3.5 倍，改變放大因子亦造成兩組試驗之地震波主要頻率及延時的不

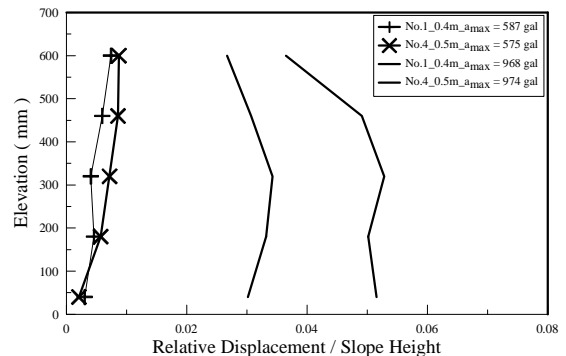


圖 8 不同土釘長度坡面相對側向變形量

同。圖 9 分別為兩組模型試驗各階段振動下，具坡頂 10cm 處之位移情形；橫座標為尖峰加速度值，縱座標為坡面累積側向變形量與坡高之比值。根據圖上資料顯示，在相同尖峰加速度下，第 5 組試驗坡頂所累積側向變形均遠大於第 1 組試驗，意謂著第 5 組模型試體較快達到破壞狀態。

4-2.5 邊坡坡度之影響

模型試驗第 1、6 組分別為坡度 80° 及 90° 之模型邊坡，由試驗結果顯示，邊坡坡度同時影響模型之耐震能力及破壞型態。圖 10 顯示第 1 組試驗各階段振動後，坡面位置之幾何關係；其中座標原點為試驗前坡趾所在位置，於整個試驗過程中模型試體呈現平行滑移(sliding)之破壞型態。而圖 5(f) 則代表坡度為 90° 之邊坡，於各階段振動試驗中，坡面側向變形量主要發生於坡腹以上；當邊坡達到破壞階段時，坡趾附近變形量約為最大側向變形之 30%，屬於典型之傾覆(overturning)破壞型態。

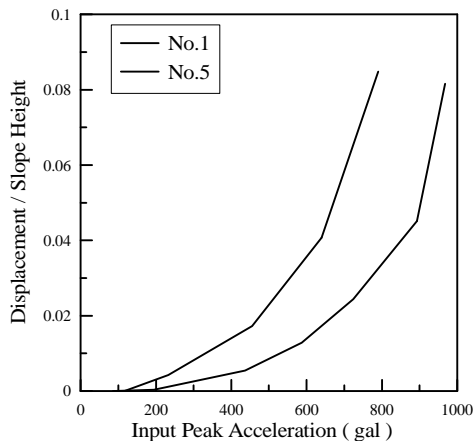


圖 9 距坡頂 10cm 處位移與尖峰加速度之關係

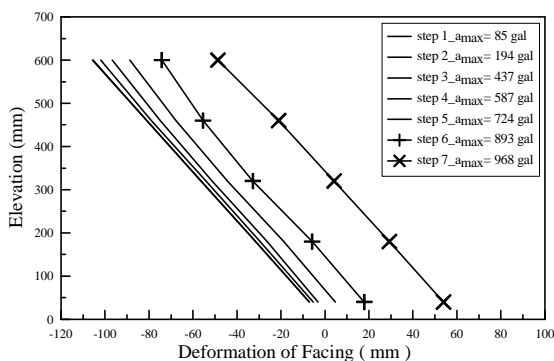
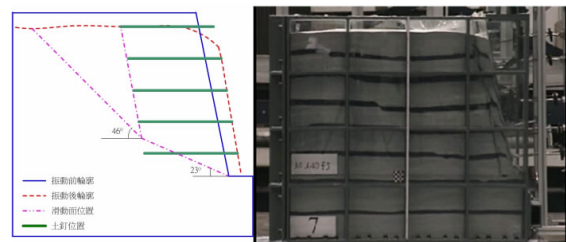


圖 10 第 1 組模型試驗各階段坡面位置之幾何關係

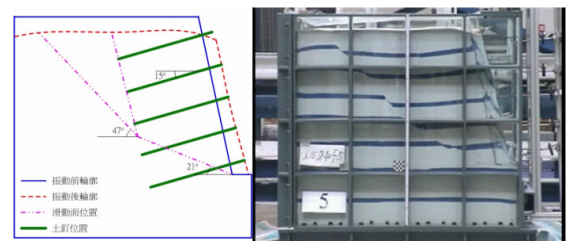
4-3 動態破壞模式

在六組振動台試驗中，導致邊坡破壞原因均為超額側向變形，沒有發生土釘拉斷或面版破裂之現象，邊坡破壞模式可歸類為土釘拉出破壞。

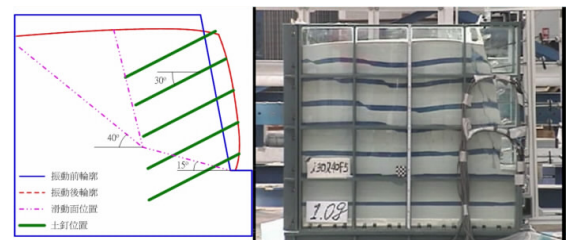
圖 11 顯示各邊坡破壞後滑動面所在位置，滑動面呈近似雙直線型態，且由坡趾開始發展，起先以較平緩之直線通過底部 1~2 階之土釘，當滑動面發展至加勁區與非加勁區交界處時，滑動面開始產生轉折點，並改以斜率較大之直線穿過非加勁區，發展出主動土楔，圖 12 為滑動面之示意圖。



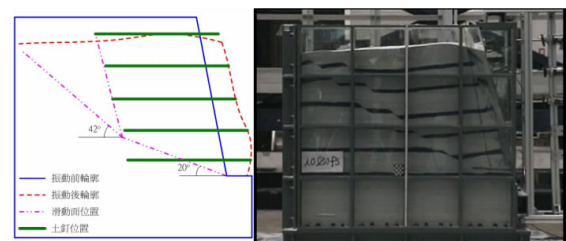
(a) 第 1 組試驗(IOL40F5)



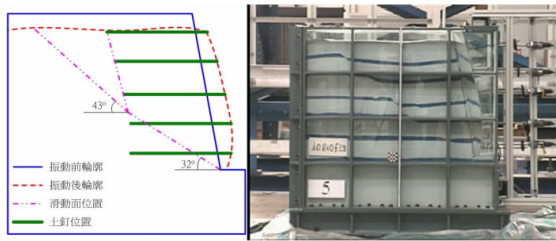
(b) 第 2 組試驗(I15L40F5)



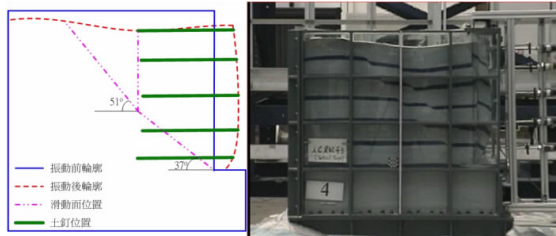
(c) 第 3 組試驗(I15L30F5)



(d) 第 4 組試驗(IOL50F5)



(e) 第 5 組試驗(IOL40F3.5)



(f) 第 6 組試驗(IOL40F5_V)

圖 11 受震破壞之滑動面

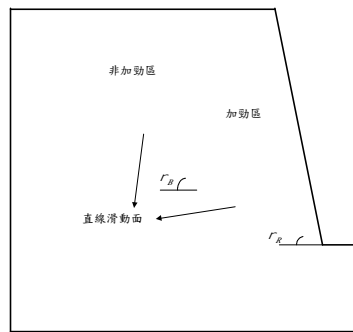


圖 12 土釘加勁邊坡之滑動面發展示意圖

本文定義加勁區及非加勁區之滑動面傾角分別為 α_R 及 α_B ，並整理各組試驗觀測結果於表 1。歸納現象如下：

1. 土釘傾角及土釘長度會影響加勁區滑動面傾角 α_R ，隨著傾角及長度增加 α_R 趨於平緩，即滑動面以較低之角度通過加勁區。然而，土釘傾角及土釘長度對非加勁區滑動面傾角 α_B 的影響並不明顯。
2. 試驗 1 ~ 5 為邊坡坡度 80° 之土釘邊坡，均具有良好的耐震能力，因此非加勁區滑動面傾角 α_B 差異不大。而第 6 組振動台試驗邊坡坡度 90° ，所觀測之滑動面傾角 α_R 及 α_B 分別為 37° 及 51° ，稍高於 80° 邊坡之情況。
3. 由試驗 1 和 5 觀測結果顯示，地震波頻率會影響加勁區滑動面傾角 α_R ，但因試驗組數不多，宜另增加組數作進一步之確認。

五、結論

1. 試驗結果顯示，土釘加勁邊坡在微震作用下，坡面變形量很小，邊坡處於穩定狀態。而受到強震作用時，雖然坡面產生較大變形，但亦不致於立即潰散，顯見土釘加勁邊坡具有耐震延展之特性。
2. 採用土釘長度為坡高之 0.57 倍時，即可有效提高邊坡耐震能力；若以較長之土釘(坡高之 0.71 倍)進行加勁時，則在強震下更能有效地保護邊坡。
3. 愈陡峭之土釘邊坡耐震能力愈差，且破壞型態也不同。當坡度為 80° 時，邊坡呈現平移之破壞型態；對垂直邊坡而言，耐震能力明顯下降，且坡面側向變形量主要發生於坡腹以上，坡體破壞屬於傾覆型態。
4. 土釘加勁之極陡坡在強震下發展出雙直線之滑動面，因密間距之土釘將加勁區土壤緊密結合，故滑動面通過加勁區時較為平緩，僅穿過最底部 1~2 層土釘，在非加勁區內因無土釘之束制，因此滑動面較為陡峭，並發展出主動土楔。
5. 在滑動面傾角之影響因素方面，增加土釘傾角或土釘長度時，因坡趾附近之加勁程度提高，故加勁區內之滑動面傾角 α_R 會趨於平緩，亦即，滑動面將以較低之角度通過加勁區。

六、參考文獻

1. 陳建仁(2002)，「土釘加勁邊坡之耐震研究」，碩士論文，國立台灣大學土木工程學研究所。
2. 洪勇善、陳榮河、陳建仁 (2002)，「土釘邊坡模型之振動台試驗」，地震衍生之邊坡破壞行為及防治對策研究(III)論文集，台南，第 95 - 113 頁。
3. 陳榮河、洪勇善、蘇玉峰、葉國杰 (2001)，「土釘加勁邊坡力學行為分析」，地震衍生之邊坡破壞行為及防治對策研究(II)論文集，台北，第 111 - 136 頁。